

名古屋工業大学 学生員 〇 浅尾 建
同上 正員 細井 正延

1. まえがき

本研究は、高潮や津波により潮岸堤防が決壊し、流出水が定常状態に達した後の決壊口付近の氾濫水の流況を実験より調べ、決壊口から流出する流量および決壊口での水位を算定する式を導いたものである。これらの結果は、堤内地における氾濫水の数値解析を行う場合の決壊口での境界条件を定めるためにも用いることができる。

2. 実験方法

実験には、図-1に示すような水路長15.2m、幅60cmの水平水路を用いた。まず、セキ上げを行わない射流状態で実験を行い、次に、水路下流端をセキ上げて常流状態で流出しだしてから、再び約1cmずつ水位を上げて測定を行った。決壊口の模型には、8.3, 11.9, 16.4cmの開口幅をもつ厚さ1cmの板を設置し、それぞれの開口幅において、流量を種々に変えて測定を行った。比エネルギーEは、開口部のすぐ上流で等水位曲線(I断面)を描いて求め、II断面におけるエネルギー補正係数は、II断面での流速を縦横1cm間隔で測定して求めた。

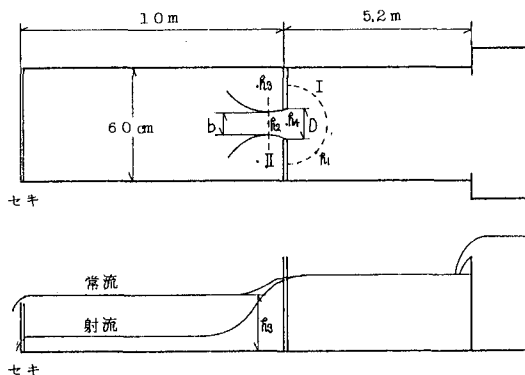


図-1

3. 結果と考察

決壊口からの流出水が、射流状態になっている場合と常流状態の場合とに区別して実験結果を整理し、各々に適合する式を見出した。

i) 射流で流出する場合 等水位断面(I断面)と流出水の最も幅が現れる断面(II断面)との間でベルヌーイの式をたてると、

$$1/2g(Q/A)^2 + \lambda_1 = \alpha v^2/2g + \lambda \cdot \lambda_2 = E \quad \text{----- (1)}$$

となる。ここで、A: 等水位断面面積(I断面)、 λ : 圧力分布補正係数である。また、I断面からII断面までの距離が短いので損失水頭は無視した。式(1)より、II断面における平均流速 v は、

$$v = 2g/\alpha(E - \lambda \cdot \lambda_2)$$

となり、流出量Qおよび λ は、

$$Q = b \cdot \lambda_2 \sqrt{2g/\alpha(E - \lambda \cdot \lambda_2)} \quad \text{----- (2)}$$

$$\lambda = 1/\lambda_2(E - \alpha Q^2/2g b^2 \lambda_2^2)$$

となる。ここで、流出水の状態を調べると図-2に示すようにII断面にはほぼ限界水深 λ_c が現れることがわかった。II断面では次式が成り立つと考えられる。

$$Fr = v/\sqrt{g \lambda_c} = \sqrt{2(E - \lambda \cdot \lambda_2)/\lambda_c} = 1$$

$$\therefore \lambda_c = 2E/\alpha + 2\lambda \quad \text{----- (3)}$$

$\lambda_2 = \lambda_c$ であるので、式(3)を式(2)へ代入すると、

$$Q = b g^{1/2} (2E/\alpha + 2\lambda)^{3/2} \quad \text{----- (4)}$$

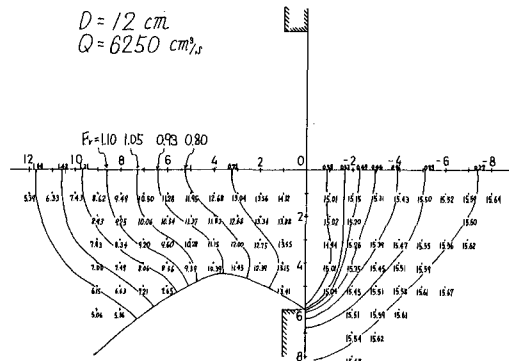


図-2

となる。ここで、 Q は流出水の幅が最小となるところに限界水梨が現れるとして得られる流出量である。

現地においては潮位($\equiv E$)しか測定し得ないため、 b , α , λ の値は実験より求めた。表-1は、その実験結果である。表-1より、 α はほぼ1に近い値であり、ここでは $\alpha = 1.02$ と定めた。図-3は、II断面における流速分布の一例である。次に、 $b/D \sim E/D$ および $\lambda \sim E/D$ の関係を表すと図-4、図-5となる。したがって、現地における流出量 Q は、潮位を測定し図-4、図-5から読みとった b および λ の値を式(4)に代入することによって求めることができる。表-1で示すように、実験流量 Q と式(4)から得られる Q との間にはほとんど差がみられない。このことは、流出水の最小幅のところに限界水梨が現れるという仮定が妥当なことを示すとともに、流出量算定方法の信頼性の高さを示すものと考えられる。

ii) 常流で流出する場合 堤内地に流出水が貯留されて水位が上昇し堤外側との水位差が小さくなると、流出水は射流から常流に遷移する。流出量 Q は、

$$Q = S \sqrt{2g \cdot \Delta E} \quad \text{----- (5)}$$

で表される。ここで、 S ：決壊口における流水断面積、 ΔE ：比エネルギー E から決壊口における水梨 R_3 を差し引いた値である。

現地においては、 E , D , および堤内地の湛水梨 R_3 しか与えることができないので、決壊口における水梨の代わりに R_3 を用いることにした。したがって、 $S \equiv D \times R_3$, $\Delta E \equiv E - R_3$ と近似し、 K を補正係数(流量係数)とすると、式(5)は次式となる。

$$Q = K (D \cdot R_3) \sqrt{2g (E - R_3)} \quad \text{----- (6)}$$

流量係数 K を定めることにより Q が算定できるので、実験より K の値を検討した。図-6は K と E/R_3 との関係を示しており、 E と R_3 を与えることにより K を求めることができる。

以上のようにして流出量 Q を求めることにより、次式から決壊口における水梨を算定することができる。

$$E = 1/2g (Q^2 / D R_3^2) + R_3^2 \quad \text{----- (7)}$$

図-7では式(7)から得られた R_3 と実験より測定された R_3 を比べており、非常によく一致した値を示していることがわかる。

最後に、本研究は、文部省科学研究費特別研究(農尾臨海低平地域の水災害に対する居住安全性の評価)によるものであることを付記する。

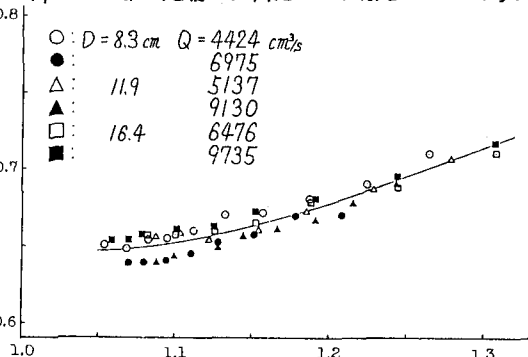


図-6

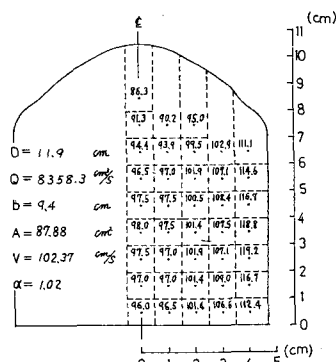


図-3

表-1

D (cm)	8.3	11.9	16.4
Q (cm³/s)	3304.7842	10737.3198	8358.3198
R ₃ (cm)	5.83	11.71	14.89
E (cm)	8.33	14.63	18.12
E/D	1.004	1.233	1.078
b (cm)	6.6	6.2	9.8
b/D	0.80	0.77	0.75
alpha	1.01	1.02	1.02
lambda	0.777	0.763	0.744
Q (cm³/s)	3424.7807	10661.3189	8312.3232

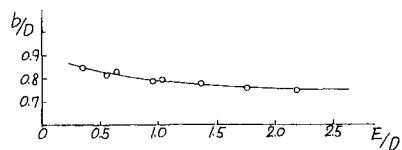


図-4

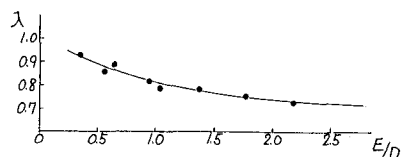


図-5

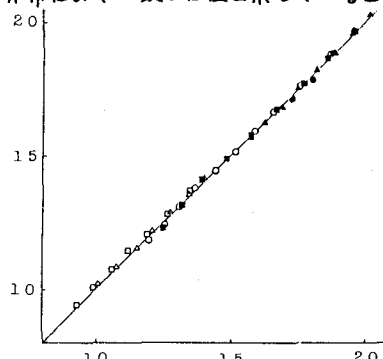


図-7